

# DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE PISOS EN HORMIGÓN ARMADO: PARAMETROS Y COSTES

(STOREY STRUCTURES DESIGN OF REINFORCED CONCRETE: PARAMETERS AND COSTS)

R. Aroca y J. Cervera, Arquitectos

451-11

## RESUMEN

Una estructura de hormigón armado puede cumplir los requerimientos de estabilidad, resistencia y deformación con una cierta flexibilidad de sus diferentes dimensiones geométricas. En algunos edificios, las distancias entre soportes o muros en una o las dos direcciones admiten diferentes valores compatibles con el diseño arquitectónico.

Para adoptar las decisiones que definan por completo la estructura tenemos que acudir al coste que implican. Una teoría del diseño estructural debe buscar los parámetros en juego, estudiar la influencia de sus valores en el coste de la estructura y, de este modo, dar criterios para su elección en los diferentes casos que se presenten.

## SUMMARY

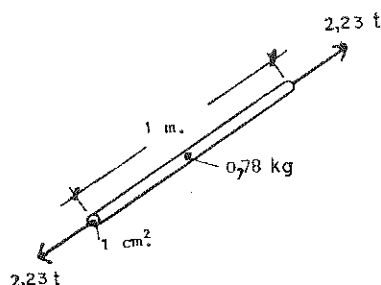
A reinforced concrete structure can fulfil the stability, resistance and deformation requirements and flexibility from a certain pliability of its different geometrical dimensions. In some buildings the distance between supports or walls in one or two directions admit different values compatible with the architectural design.

To adopt decisions to define the whole structure, we have to define its price. A theory of structural design must consider the working parameters, studying the influence of their values in the cost of the structure and so, offering criteria for decision in the different cases.

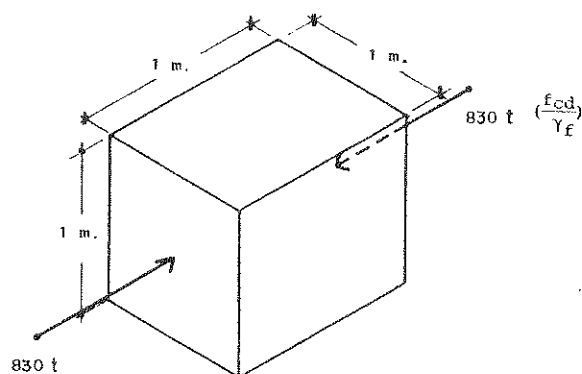
## Coste Estructural

Si comparamos la capacidad de transmitir carga/coste de hormigón y acero, el hormigón trabajando a compresión aparece del orden de 5 veces más eficaz que el acero; en tracción sin embargo, el acero es notablemente más rentable que el hormigón dada la baja resistencia de éste a esta sollicitación, así pues no hay dudas en principio; en tracciones debemos emplear acero, donde haya compresiones hormigón y en cor-

tantes un mecanismo que permita combinar acero extendido con hormigón comprimido.



COSTE de 1 m  $\approx$  0,35 kg/t.m de acero. Coste de 1 t.m  $\approx$   $\frac{0,78}{2,23}$  kg  $\rightarrow$  0,35 kg/t.m.



COSTE de 1 m³ de hormigón  $\approx$  60 kg de acero. Coste específico estructural de hormigón 1 t.m  $\approx$  0,07 kg de acero.

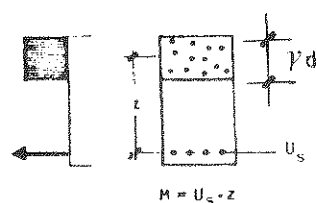
Sobre estos valores teóricos, el acero es penalizado por los anclajes y el hormigón por "cansancio" (0,85) y hormigonado vertical (0,9) en elementos totalmente comprimidos.

(El uso de aceros y hormigones de elevadas resistencias características rebaja los costes específicos pero conduce a estructuras con mayores deformaciones en elementos horizontales.)

La decisión de la proporción hormigón-acero, se plantea de dos formas:

1) Secciones comprimidas (soportes y cabezas comprimidas de vigas y forjados). La armadura de compresión reduce la sección de hormigón; de la diferencia de coste entre ambos materiales es evidente la conclusión de armados mínimos o no existencia de armadura de compresión.

2) En secciones sometidas a flexión la proporción acero-hormigón va a decidir qué parte de hormigón trabaja y qué parte se usa únicamente para alejar la armadura de tracción de la cabeza comprimida y, por tanto reducir la necesidad de acero de la sección; esta proporción viene dada por la relación  $\gamma$  entre las capacidades mecánicas de la sección de hormigón y la de acero.



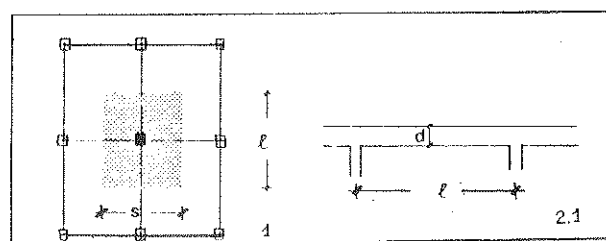
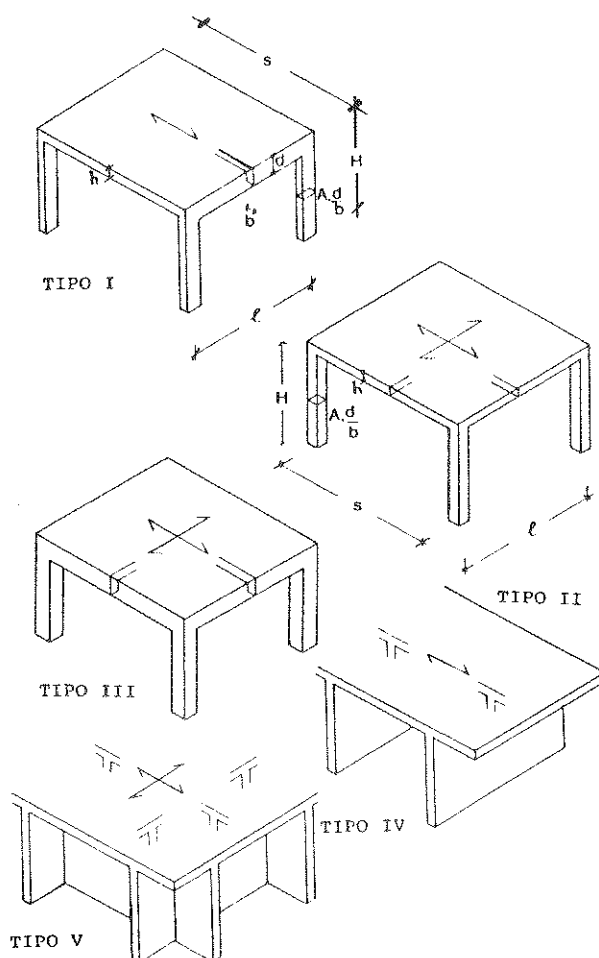
La obra auxiliar (encofrado y apuntalamiento) representa una parte muy importante del coste (actualmente del orden de casi el 50%), siendo menor el coste en forjados de vigas planas que en los de vigas de canto, por su mayor sencillez de ejecución.

### Tipologías más extendidas, parámetros del diseño

Si nos centramos en la estructuración resistente de planos superpuestos, como problema más frecuente nos aparecerán 2 tipos estructurales usuales con los siguientes parámetros que determinarán el diseño:

Estructura con vigas diferenciadas: Tipo I	Estructura sin vigas diferenciadas: Tipo II	
$\ell \cdot s \cdot H$	$\ell \cdot s \cdot H$	esquema estructural
$h$ y factor de forma	$h$ y factor de forma	estructura superficial
$d$ y $b$		vigas
$A$ y factor de forma	$A$ y factor de forma	soportes

aparte de las decisiones correspondientes a los materiales y control:  $f_{ck}$ ,  $f_{yk}$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_t$ .



Cabe además la introducción de secciones variables en el tipo I (lo que añadiría otros 2 parámetros definiendo la ley de variación de la viga) y capiteles en el tipo II cuya definición añadiría un mínimo de tres parámetros.

Tendremos además otra serie de tipos menos utilizados en cuyo análisis detallado no entraremos de momento.

### Tipo III

Presenta una menor concentración de cargas en vigas que el tipo I y es por tanto menos eficaz; únicamente resultará rentable cuando la estructura superficial deba ser una losa no aligerada de hormigón.

## Tipos IV y V

El tipo IV es fácilmente transformable en el tipo II; las dimensiones constructivas mínimas de los elementos portantes dan un coste puramente estructural superior al tipo II.

Lo mismo puede decirse del tipo V respecto al III.

## Relaciones de las esbelteces con resistencia y deformación

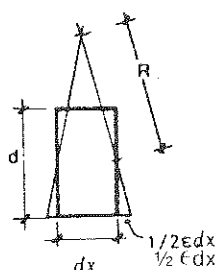
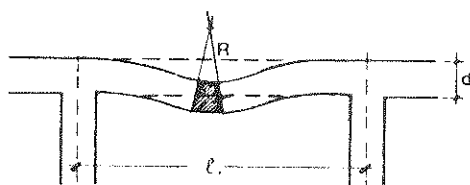
En estos tipos estructurales, dados los factores de aligeramiento usuales de la estructura superficial que hacen que su peso por  $m^2$  y por tanto la carga vertical total no varíe grandemente respecto a la luz, nos encontramos con unas relaciones importantes a efectos de conclusiones de diseño.

### 1) En planta:

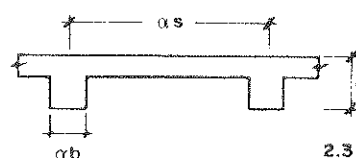
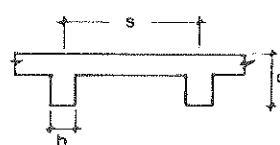
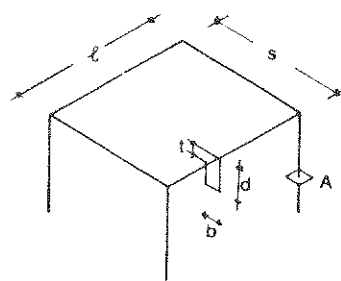
Si mantenemos constantes la relación acero-hormigón y las tensiones de los materiales, también lo será el cociente  $\lambda_d$ , es decir, los soportes ocupan un % de la superficie en planta, independiente de la modulación.

### 2) En alzado:

2.1. Si mantenemos  $s$  y  $b$  constantes, así como la relación acero-hormigón y las tensiones de los materiales, los momentos que aparecen en las secciones serán proporcionales a  $l^2$  y los momentos resistidos por las secciones serán proporcionales a  $d^2$ , es decir, para una esbeltez dada  $\lambda_d = l/d$ , sea cual sea el valor de  $l$  conservaremos las mismas tensiones en los materiales y la misma proporción hormigón-acero en cada sección.



2.2



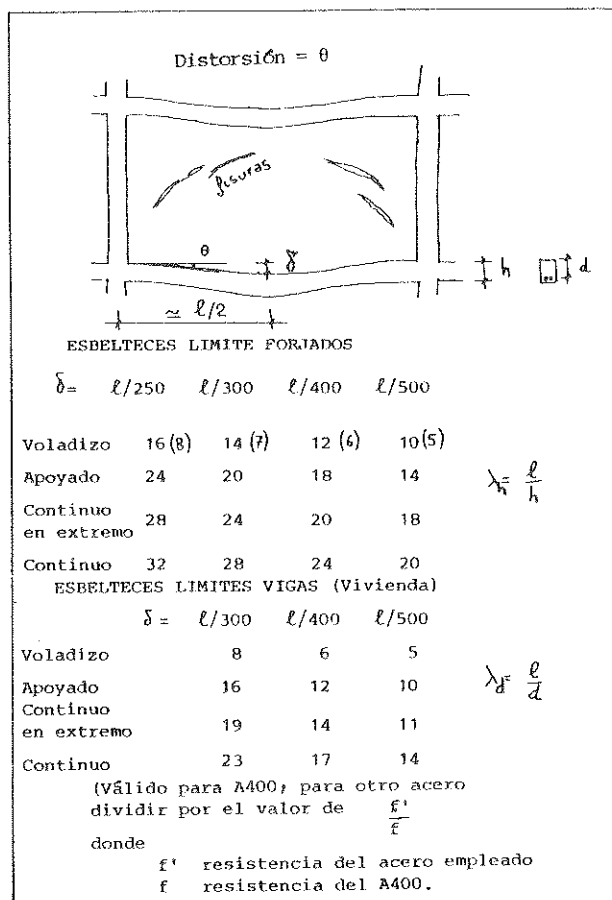
2.3

2.2 Considerando fijas las tensiones de los materiales, las deformaciones unitarias también lo serán y como puede observarse en la figura se mantendrá la relación  $R/d$ .

Para un  $\lambda_d = l/d$  dado, como puede observarse en la figura, se mantendrá la relación  $l/R$  en cada punto, así pues la figura de la deformada será la misma independientemente de la dimensión  $l$  y por lo tanto la relación  $\delta/l$  permanecerá fija mientras se mantengan las tensiones de los materiales y la esbeltez  $\lambda_d$ .

Estas conclusiones son idénticas para una estructura superficial, armada en una o dos direcciones, y de hecho la norma da los límites de flecha de estructuras superficiales en función de la esbeltez. La norma fija las esbelteces límite de los elementos estructurales superficiales de esta forma, pero no así aparentemente la de los lineales, aunque la formulación puede traducirse fácilmente a unos límites de esbeltez. (Un factor importante en las deformaciones del hormigón armado que amplía las flechas pero no varía las conclusiones anteriores es el acortamiento del hormigón bajo carga constante en el transcurso del tiempo.)

En el cuadro de la página siguiente se ofrecen esbelteces límites de forjados —según Norma— y vigas para distintos casos de deformación relativa admisible.



\* Si la esbeltez limite para una limitación  $\delta/l$  dada es  $\lambda$ , y ha de irse a una esbeltez mayor  $\lambda'$ , resultará una flecha  $\delta' > \delta \lambda'/\lambda$  y habría que dimensionar la pieza son tensiones menores. Valdría hacerlo aproximadamente para resistir una ley de momentos  $M' = (1.3 \lambda'/\lambda) M$ , manteniéndose por supuesto dentro de las limitaciones normativas de armados máximos. Esto significa que no puede esperarse razonablemente reducir la flecha en un factor mayor de 1.5 ó 1.6, y en general aún menos, dado que los casos de limitación de esbeltez suelen conllevar cuantías altas de armado que no pueden aumentarse sin superar casi inmediatamente los límites máximos marcados...

- 2.3 Si observamos una sección de la estructura en sentido perpendicular a las vigas, caso de que éstas existan, **para un luz  $l$  fija basta mantener una relación constante  $\lambda_d = s/b$  para que se mantengan las tensiones de los materiales y la proporción acero-hormigón, así como las deformaciones de las vigas.** (Ver fig. 2.3 página anterior.)

La consecuencia de lo anteriormente expuesto es que **mientras en un módulo estructural se conserve la carga por  $m^2$  y las proporciones  $\lambda_d = l/d$ ,  $\lambda_s = s^\circ \beta$ ,  $l.s/A$  y  $\lambda_t = s/t$ , las tensiones de los materiales así como las deformaciones relativas seguirán siendo las mismas, siempre que se mantenga la relación primitiva acero-hormigón en cada uno de los elementos estructurales, dicho más brevemente, establecido el dibujo de una estructura de hormigón y conocida la carga por  $m^2$  podemos sacar conclusiones respecto a resistencia y deformación independiente de la escala del dibujo (po-**

**drian incluso variar independientemente las escalas en el sentido de las  $l$  y de las  $s$ )** (obviamente habrá unas limitaciones correspondientes a las dimensiones mínimas constructivas a efectos de hormigonado).

Esta consecuencia es de la mayor importancia ya que permite obtener conclusiones de la máxima generalidad respecto a la elección de los parámetros del módulo estructural, y justifica la extensión de una tipología a dimensiones muy diferentes al contrario de lo que ocurre con estructuras de cubierta que, debido a la importancia del peso propio, presentan una variación tipológica notable con las luces a cubrir.

### Análisis de los elementos constitutivos de una estructura: Coste y criterios de dimensionado

A continuación nos ocuparemos de la variación de coste de los distintos elementos que componen un módulo estructural en función de las dimensiones generales del esquema, y del dimensionado, forma, y relación acero-hormigón del propio elemento.

Necesariamente manejaremos las conclusiones a un nivel general que es suficiente dado que las curvas de coste en las proximidades de las soluciones óptimas son muy tendidas, pero, en cada caso concreto, dadas las características resistentes y de precios de los materiales a emplear pueden deducirse de forma rigurosa las dimensiones óptimas del esquema estructural y, dado éste, las dimensiones transversales de los elementos que lo integran.

### A) Elementos superficiales

Al aumentar el canto  $h$  aumenta la eficacia de los materiales resistentes, así como la rigidez a efectos de conseguir niveles satisfactorios de deformación; esto conlleva un aumento de la cantidad de hormigón y por tanto de peso.

La obligación de cubrir una superficie hace este aumento particularmente importante.

Para escapar a esta relación peso/canto se recurre al aligeramiento convirtiendo el elemento en una serie de nervios, en una o dos direcciones.

Aún teniendo en cuenta que un factor muy importante del coste de la estructura superficial es fijo y por tanto no dependiente del canto, la determinación del canto óptimo tanto en losas macizas, como aligeradas, nos da unos resultados inferiores a los mínimos marcados por la norma a efectos de no sobrepasar unos límites de deformación; la conclusión de diseño es pues inmediata y conocida:

## Dimensionado

*El canto de la estructura superficial vendrá determinado por la esbeltez  $\lambda_h$ , fijada por la norma en función de la rigidez de los elementos de compartimentación que deben ir sobre ella.*

Una cuestión aparece pues obvia, los forjados continuos permiten mayores esbelteces y por tanto menor consumo de material. Una segunda cuestión es la conveniencia o no de optar por una solución de armado en dos direcciones.

En principio aprovechar la resistencia a flexión de un elemento superficial en dos direcciones supone aprovechar dos veces el mismo material. Sin embargo, el carácter direccional de las armaduras de acero hace que éstas no sean utilizables más que en un sentido,

e incluso la armadura en dos direcciones origina una pérdida de canto útil en una de ellas. El aligeramiento hace que los nervios de hormigón también sean independientes, por lo que la ventaja sólo existiría en las placas sin aligerar, donde de todas formas la profundidad de la zona comprimida del hormigón es muy pequeña; en consecuencia, el forjado en dos direcciones apoyado sobre soportes no tiene ventajas respecto al unidireccional y su coste fijo por m<sup>2</sup> suele ser bastante más alto por la mayor dificultad de prefabricación.

La variación del coste de un forjado unidireccional con la luz es del tipo de la gráfica de la figura.

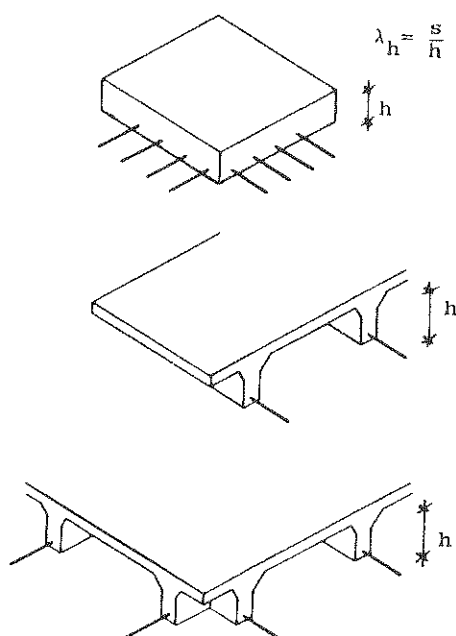
Una aproximación (sólo para la toma de decisiones iniciales) al coste podría ser:

$$CF = C_a (30 + 5,5 s)$$

Siendo:

CF = Repercusión (pta/m<sup>2</sup>) del forjado

$C_a$  = Coste específico estructural del A400



## B) Vigas

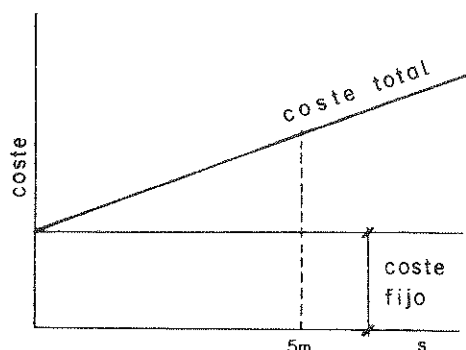
Un estudio detallado de la proporción acero-hormigón en una viga nos lleva a las siguientes conclusiones:

1) Dada la cantidad de armadura necesaria por anclajes y escalonada de armado, cantidad ésta que no depende más que del momento isostático, la cantidad total de acero de una viga depende muy poco de los momentos de empotramiento y puede por tanto ser fijada con gran aproximación en 1,6 veces la correspondiente a una viga que tuviera un momento constante igual a  $pL^2/16$  (momento "medio" de la viga). (En vigas poco esbeltas el factor 1,6 será próximo a 1,8 y en las muy esbeltas se acercará a 1,4).

2) Para la relación normal de costes hormigón-acero obra auxiliar, la proporción acero-hormigón que nos conduce a un mínimo coste oscila alrededor de un  $\gamma = 0,20$  (ver figura en la página siguiente). (Para acero muy barato  $\gamma$  se aproxima a 0,25 y para acero caro puede ser inferior a 0,15).

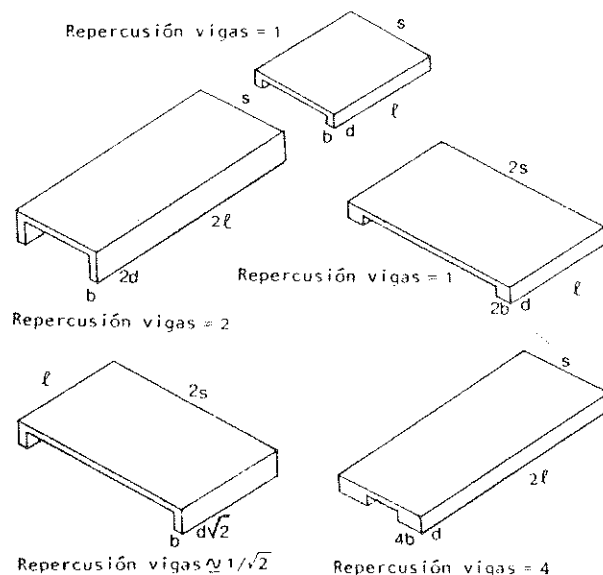
3) Las soluciones de menor coste corresponden a las vigas menos anchas, con las lógicas limitaciones constructivas.

Prescindiendo del coste de la armadura de cortante, la relación de costes entre vigas de distinto ancho sometidas a la misma ley de momentos es la siguiente: Si dividimos el ancho de la viga por un factor  $\alpha$  el canto de la viga se multiplica por  $\sqrt{\alpha}$  para mantener la proporción acero/hormigón y el coste de la viga se divide por este mismo factor.



VARIACION DE COSTE DE UN FORJADO CON LA LUZ

Los distintos tipos de forjado sólo difieren en la parte del coste fijo por unidad de superficie, que varía de unos a otros, según el grado de prefabricación entre otros factores.



El empleo de vigas acarteladas permite reducir notablemente el volumen de hormigón manteniendo prácticamente el acero correspondiente a una viga de canto igual al de la cartela; el empleo de material es pues

Repercusión vigas  
m<sup>2</sup> estructura

$\lambda_d = \frac{\ell}{a}$   
 $\lambda_b = \frac{\ell}{b}$

$\ell$   
s

el mínimo. límite de flecha

$\lambda_b, \lambda_d$  constantes

b fijo

$\ell \rightarrow$

coste de armadura de cortante

(El acero en cortante no depende del canto de la viga y su cuantía total es de aproximadamente  $3/\lambda_d$  de la armadura longitudinal, es decir  $\approx 1/\lambda_d$  del coste de la viga).

Con estas conclusiones puede deducirse, mediante un sencillo desarrollo algebraico, el criterio de dimensionado siguiente:

$$\lambda_d \sqrt{\lambda_j} = K$$

Con los siguientes valores de K

	H175	H200	H175	H200
Viga plana	68	72	64	68
Viga de canto	60	63	56	60
	VIVIENDAS		COLEGIOS	

### C) Soportes

Desde el punto de vista de la economía de la estructura resultan más rentables los de armado mínimo, dado el menor coste del hormigón en compresión.

Los soportes cuadrados tienen menos repercusión de encofrado que los rectangulares y, cuando por la poca esbeltez es posible emplear soportes zunchados, aún es posible reducir algo el coste global.

La concentración de carga permite aprovechar los soportes mínimos en plantas superiores, y disminuye la proporción de encofrado en las inferiores, por lo tanto el aumento del módulo  $l.s$  siempre redundará en un menor costo de los soportes.

La economía que cabe esperar conseguir con soportes cuadrados de armado mínimo es de todas formas de importancia secundaria respecto a cualquier otra consideración de diseño, ya que los soportes representan una parte pequeña del coste total de la estructura. Es un factor más importante el aprovechamiento del soporte mínimo en edificios de pocas plantas.

Las limitaciones de flecha en cabeza del pórtico (por pandeo global de éste) exigidas por la EH-80 apuntan a exigir rigideces importantes (tanto en vigas como en soportes), lo que redunda en ventajas de los soportes con armados mínimos. De todos modos en edificios con una cierta altura resulta casi imprescindible acompañarlos con vigas de canto en las plantas bajas.

### Módulo estructural: coste

Resumiendo las consideraciones anteriores tenemos:

### Vigas

Manteniendo las esbelteces  $\lambda_d$  y  $\lambda_b$  su repercusión por  $m^2$  de estructura varía linealmente con  $l$ .

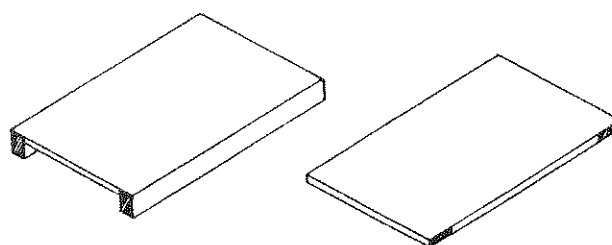
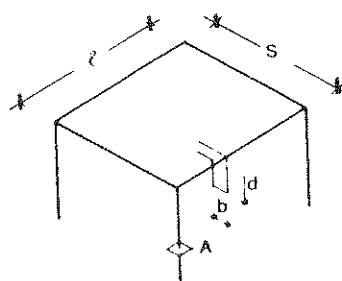
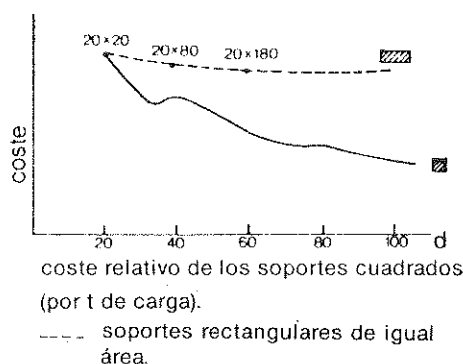
Si se mantiene la proporción del módulo y puede rebajarse la esbeltez, la repercusión varía aproximadamente con la  $\sqrt{l}$ ; por el contrario, a partir del límite de canto, caso de que éste exista, su repercusión por  $m^2$  crece con  $l$ ; la limitación del canto  $d$  entraña de todas formas una limitación de luz

$$l_{\max} = \lambda_d \lim \cdot d_{\max}$$

Al contrario que las vigas de canto superior al forjado, las vigas planas son menos efectivas que éste para resistir flexiones y deben ser colocadas por tanto en el sentido de las luces menores, siendo ventajosas las modulaciones sensiblemente cuadradas.

Las vigas planas originan un consumo importante de material que, para luces moderadas, es compensado por la simplificación de la albañilería, menor complejidad de encofrado y menor cantidad de estructura superficial.

Una aproximación a la repercusión del coste de las vigas (supuestas dimensionadas con el criterio ya expuesto), es la de la fórmula adjunta, con los significados conocidos para sus términos.



$$CV = \frac{12l}{\lambda_d \lambda_b \gamma_f} \frac{f_{cd}}{C_a \left( 1 + \frac{1}{\lambda_d} \right)}$$

### Forjado unidireccional

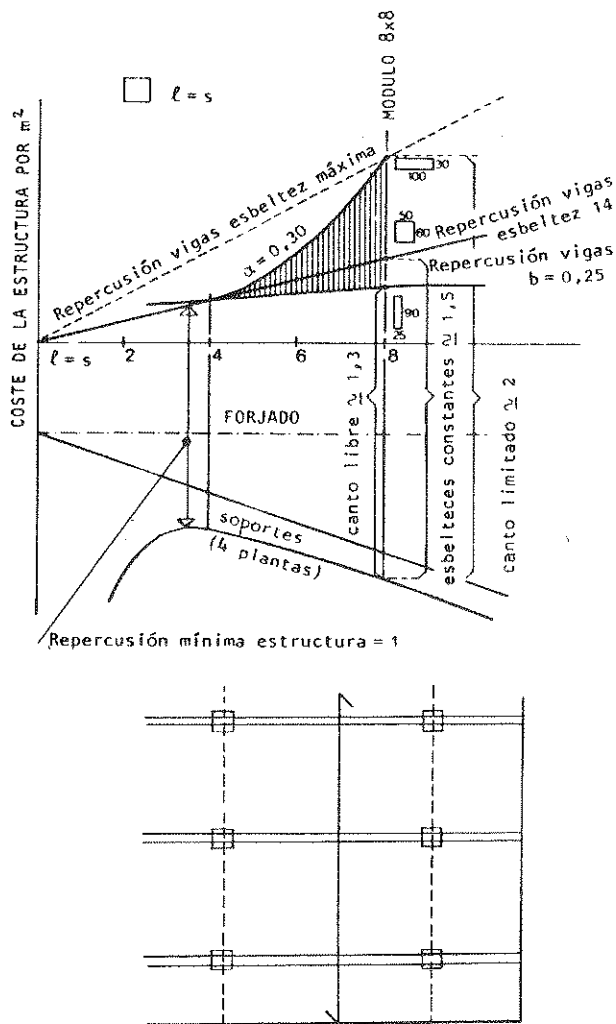
En general un mínimo coste corresponde al canto mínimo que cumpla las condiciones de deformación; su coste aumenta únicamente con  $s$  y una parte importante no depende de la luz.

### Forjado en dos direcciones

Aplicando la normativa actual, no presentan ventajas respecto a soluciones de forjado unidireccional y vigas planas.

### Soportes

Su coste baja con el tamaño del módulo estructural  $l.s$ ; las decisiones de forma influyen poco en el coste general de la estructura, algo más influyen las de cuantía de armado.



El aprovechamiento del elemento mínimo, será factor básico en la determinación del módulo estructural óptimo.

Sumando las gráficas correspondientes a los distintos elementos a manera de ejemplo, la figura representa la variación del coste de un módulo estructural cuadrado en función de la luz.

Como se aprecia en la figura, la decisión final de diseño estará fuertemente condicionada por los cantos disponibles.

La cimentación, sobre todo en edificios de pocas plantas y más aún en el caso de pilotaje, puede elevar fuertemente el tamaño del módulo óptimo.

### Influencia de las irregularidades de la estructura

Las conclusiones anteriores se refieren a una estructura ideal, con una modulación uniforme, terminada en los bordes en voladizos de longitud tal que compen-

sen los momentos de extremo de los tramos adyacentes  $l/\sqrt{6}$  ó  $s/\sqrt{6}$  si no hay cargas de extremo).

Cualquier irregularidad da lugar a una penalización en vigas, soportes y forjado.

Sin un rigor excesivo, las penalizaciones por irregularidades pueden estimarse de la siguiente forma:

### Desigualdad de luces

La repercusión de la estructura horizontal en los vanos mayores se extiende a los adyacentes.

La estructura vertical queda penalizada por la parte correspondiente de los momentos desequilibrados de los nudos, en una proporción muy variable ya que: en plantas superiores el elemento mínimo sigue cubriendo la sollicitación, y en plantas inferiores la excentricidad provocada es muy pequeña.

### Variación de direcciones de forjado

La pérdida de continuidad obliga a un sobredimensionamiento del forjado al aumentar la flecha.

La mayor longitud de vigas, y consecuentemente menor carga por metro lineal, en el caso de canto libre lleva a una mayor esbeltez y consiguientemente a un mayor coste en la misma proporción.

### Extremos sin voladizos

La penalización en vigas y soportes hace que el coste de estos sea semejante al que tendrían si los voladizos existieran realmente.

### Acciones horizontales

Cabe adoptar dos soluciones básicas:

1) Empleo de elementos específicos (pantallas) que raramente llegan a tomar más del 80% del empuje del viento.

Son desaconsejables para acciones sísmicas, deben estar muy cargadas para ser efectivas y en edificios altos presentan una ley de deformación distinta a la de los pórticos, por lo que la compatibilidad de deformaciones debe ser cuidadosamente estudiada, especialmente del dimensionado de éstos.

2) Mayor armado y en ocasiones sobredimensionado de los pórticos.

En edificios de grandes luces la incidencia de las acciones horizontales da lugar a mayores momentos en



vigas y soportes (las puntas de momentos son inversamente proporcionales al número de vanos) pero como los cantos de vigas y soportes son mayores, el % de aumento de estructura por acción horizontal es menor que en edificios de luces pequeñas.

En la repercusión de la acción del viento tiene gran importancia la esbeltez del edificio, no así en la sísmica, por lo que en edificios medianamente esbeltos el efecto del viento suele cubrir al sismo en gran medida.

Si hay libertad de canto, el sobredimensionamiento de las vigas en plantas inferiores disminuye la repercusión de las acciones horizontales en el coste de la estructura.

El dimensionado de vigas en una planta  $i$  debería hacerse mediante la expresión:

$$\lambda_d \sqrt{\lambda_h} = \frac{k}{\sqrt{1 + \lambda_i \lambda_f}} \quad (\text{Ver figura})$$

En la que  $k$  toma los valores dados anteriormente para el dimensionado de vigas.

Análogamente se deberían sobredimensionar los soportes en función de los aumentos previsibles de carga por viento.

En el caso de riesgo sísmico, los colapsos reales muestran que son más importantes las prescripciones constructivas en el diseño de nudos, simetría, separación de juntas de dilatación, etc. que el sobredimensionado.

### Cambios de estructura

Cuando las necesidades de grandes luces sólo afectan a algunas plantas de un edificio, un cambio de estructura puede significar un ahorro en la repercusión total de vigas y en el canto total respecto a una solución de estructura de grandes luces extendida a todo el edificio.

### Conclusiones

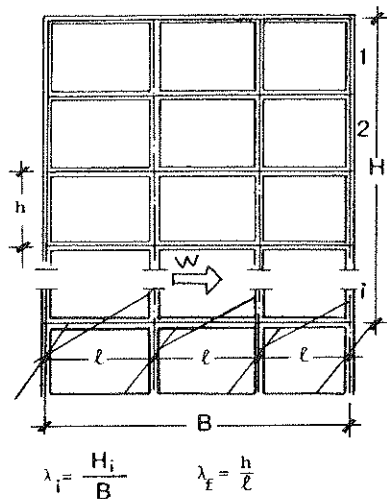
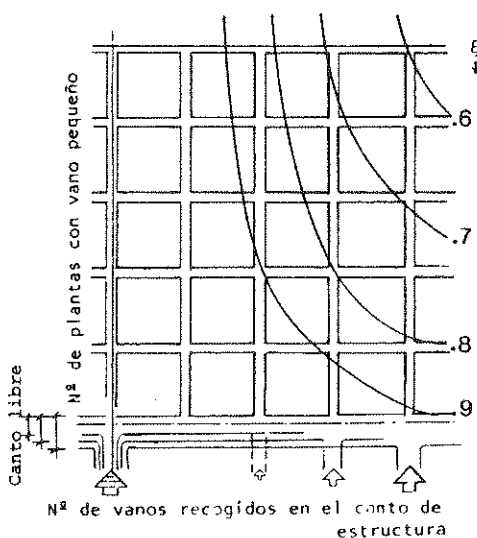
Las decisiones de dimensión del esquema estructural estarán ligadas a las posibilidades de canto de la estructura. Las limitaciones de canto penalizan fuertemente las modulaciones grandes produciendo, además, unos límites dimensionales máximos del módulo.

Repercusión de vigas, siendo todas de gran luz  
CV

Canto total de vigas, siendo todas de gran luz  
D

Repercusión de vigas con cambio de estructura:  
 $\xi_{CV}$

Canto total de vigas con cambio de estructura:  
 $\xi_D$



Las modulaciones pequeñas vendrán penalizadas por soportes y cimentación en edificios de pocas plantas.

La concentración de cargas en elementos estructurales de canto libre permite una economía notable.

Las conclusiones de dimensionado se expresan en función de las relaciones de esbeltez y pueden por tanto manejarse desde las fases iniciales del diseño.